

Über die Ursachen des Teileinsturzes der Kongreßhalle Berlin

Kordina, Karl

Veröffentlicht in:
Abhandlungen der Braunschweigischen
Wissenschaftlichen Gesellschaft Band 34, 1982,
S.111-123



Verlag Erich Goltze KG, Göttingen

Über die Ursachen des Teileinsturzes der Kongreßhalle Berlin

Von **Karl Kordina**, Braunschweig

(eingegangen am 4.6.1982)

Im Mai 1980 stürzte das südliche Vordach der Kongreßhalle Berlin ohne Vorkündigung ab. Unmittelbar nach dem Einsturz wurde der Verfasser zusammen mit Professor Dr. rer. nat. Hans-Jürgen ENGELL, Max-Planck-Institut für Eisenforschung GmbH, Düsseldorf, und Professor Dr.-Ing. Jörg SCHLAICH, Universität Stuttgart, mit der Begutachtung der Ursachen dieses schweren Bauschadens beauftragt. Dabei hatte der Verfasser insbesondere betontechnologische und konstruktive Gesichtspunkte zu behandeln, während Professor Engell Fragen der Korrosion und Professor Schlaich vorwiegend die rechnerisch-theoretischen Aspekte zu untersuchen hatten.

Unabhängig von den Arbeiten dieser Gutachter erfolgte im Auftrage der Staatsanwaltschaft Berlin eine Untersuchung der Schadensursachen durch die Bundesanstalt für Materialprüfung, die von Professor Dr.-Ing. Arno PLANCK geleitet wurde.

Bei dem Einsturzunglück gab es mehrere Leichtverletzte und einen Toten.

1. Vorbemerkung:

Die Kongreßhalle Berlin ist durch ihre eigenwillige Erscheinungsform zu einem der Wahrzeichen Berlins geworden; in konstruktiver Hinsicht handelt es sich um einen außergewöhnlichen, technisch schwierigen Entwurf, der auf ungewöhnlichen und damals z. T. erstmalig angewendeten konstruktiven Lösungen beruht und mit den 1955–1957 zur Verfügung stehenden begrenzten technischen Mitteln in sehr kurzer Zeit geplant und ausgeführt werden mußte. Der architektonische Entwurf galt als verbindlich, wesentliche Abweichungen hiervon – etwa zur Vereinfachung der statisch-konstruktiven Lösung – waren nicht möglich [2], [3], [4].

Das nach einer Sattelfläche geformte Stahlbetondach zeigt einen Innenbereich, der das Auditorium als echtes Hängedach überspannt und zwei nach Norden und Süden orientierte äußere Dachflächen. Diese werden nach außen von Randbögen begrenzt, deren Ebene unter etwa 28° gegen die Horizontale geneigt ist. Die Randbögen sind an der West- und Ostseite in gemeinsamen Widerlagern eingespannt. Die Begrenzung der äußeren Dachflächen nach innen, also zu den Außenwänden des Auditoriums hin, erfolgt durch einen sogenannten Ringbalken, der auf den Außenwänden des Auditoriums ruht und, räumlich gekrümmt, Teil der Dachfläche ist (Bild 1).

Durch je 82 Spannglieder werden die Randbögen am Ringbalken rückverankert und so im Gleichgewicht gehalten; diese Spannglieder verlaufen in etwa 7 cm dicken

Stahlbeton-Plattenstreifen mit je 2,125 m Breite und einer Länge von etwa 7,0 bis 14,0 m. Die Spannglieder schließen mit der Bogenebene einen Winkel von etwa 11° bis 16° ein. Die Stahlbeton-Plattenstreifen werden von je 2 bis 4 Spanngliedern getragen, die je 7 bis 10 Spanndrähte sigma oval 30 gerippt der Güte St 145/160 enthalten. Die Plattenstreifen enthalten außerdem oben und unten jeweils eine vergleichsweise schwache Längs- und Querbewehrung aus Beton-Rippenstahl $\varnothing 6$ in Abständen von 12,5 bzw. 25 cm (Bild 2 und 3).

Die vorerwähnten Plattenstreifen bilden zusammen mit den Randbögen die äußeren Dachflächen und geben der Kongreßhalle ihre kennzeichnende Form.

Aus Veröffentlichungen aus der Zeit der Errichtung der Kongreßhalle ist zu entnehmen [1], [2], [3]:

Beim Bau des Daches wurden Ringbalken, Bogen und Platten der äußeren Dachflächen gesondert betoniert. Um jeden Zwang beim Ausrüsten zu vermeiden, wurde am Ringbalken eine ausreichend breite Fuge offengelassen, damit sich Bogen und Platten frei bewegen konnten. Die Platten liegen dort in einer Aussparung von etwa

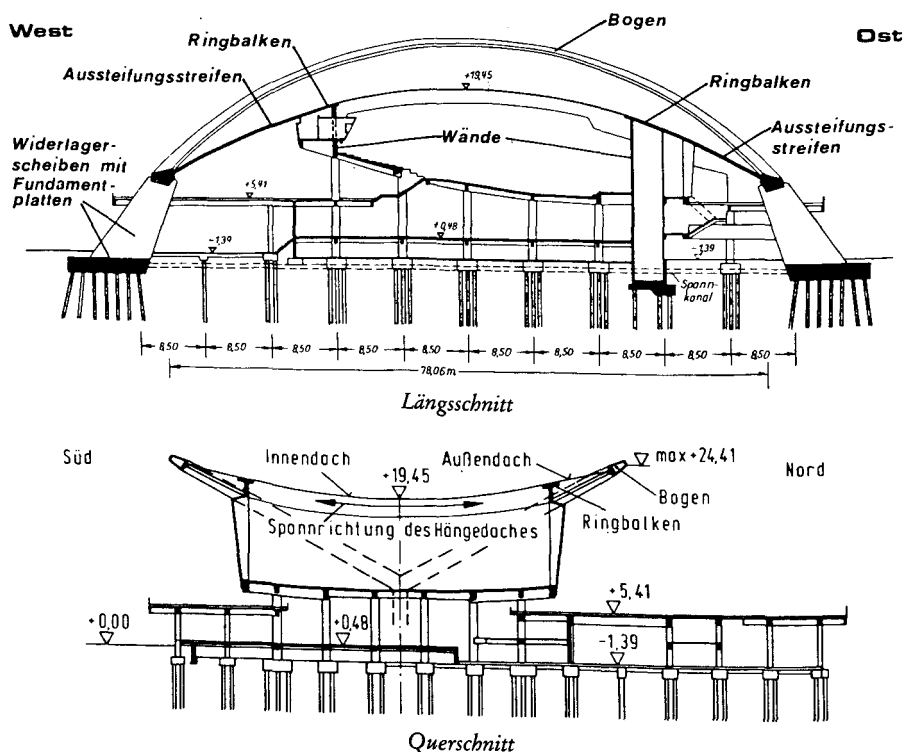


Bild 1:
Längs- und Querschnitt der Kongreßhalle [2], [7]

25 cm Breite und 7 cm Tiefe auf, die an der äußeren oberen Kante des Ringbalkens angeordnet wurde (Bild 4). In diese Aussparung wurde ein Streifen Bitumenpapier eingelegt, vermutlich deswegen, um eine Trennung des Plattenbetons vom Ringbalken beim Betonieren der auf dem Ringbalken aufliegenden Platten sicherzustellen. Außerdem sollte das Gleiten der Platten auf dem Ringbalken während des Ausrüstens der Randbögen erleichtert werden.

Um die Randbögen auszurüsten, wurden die Spannglieder angespannt und die Bögen dadurch aus ihrer Schalung gehoben. Nachdem solcherart die gesamte Vor-

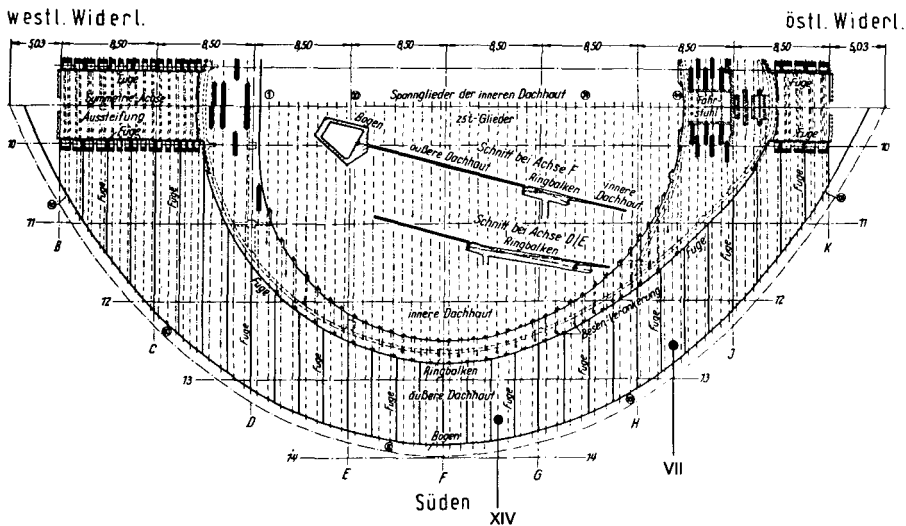


Bild 2:
Grundriß des Daches mit Spanngliedlagen [2]

Spannglied, bestehend
aus ovalem Hüllrohr mit
7×10 Drähten SIGMA-
St 145/160, Oval 30, gerippt

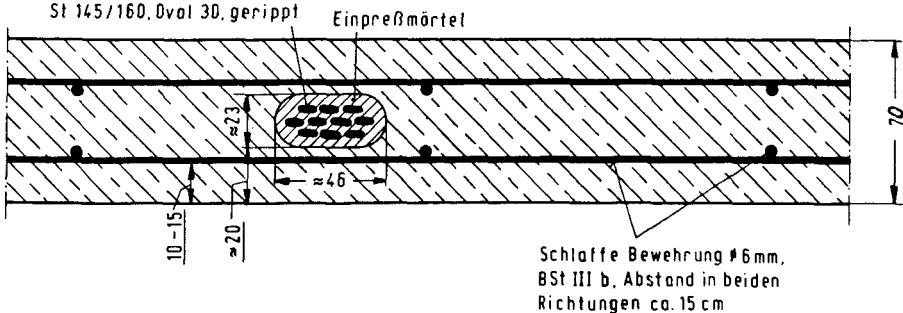


Bild 3:
Querschnitt durch einen Stahlbeton-Plattenstreifen des Außendaches [5]

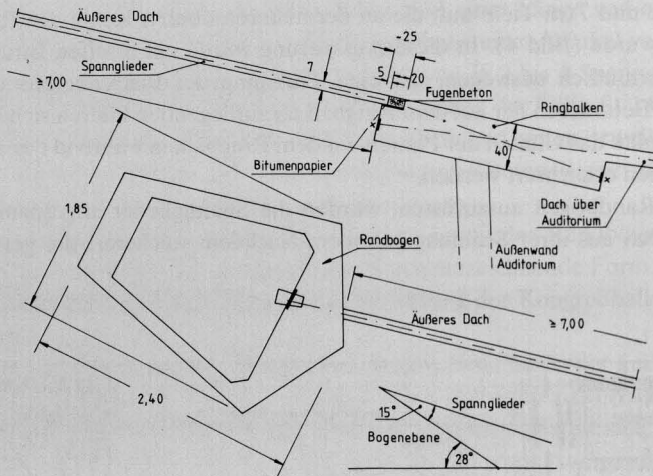


Bild 4:
Vordachquerschnitt mit Bogen, Ringbalken und Stahlbeton-Plattenstreifen

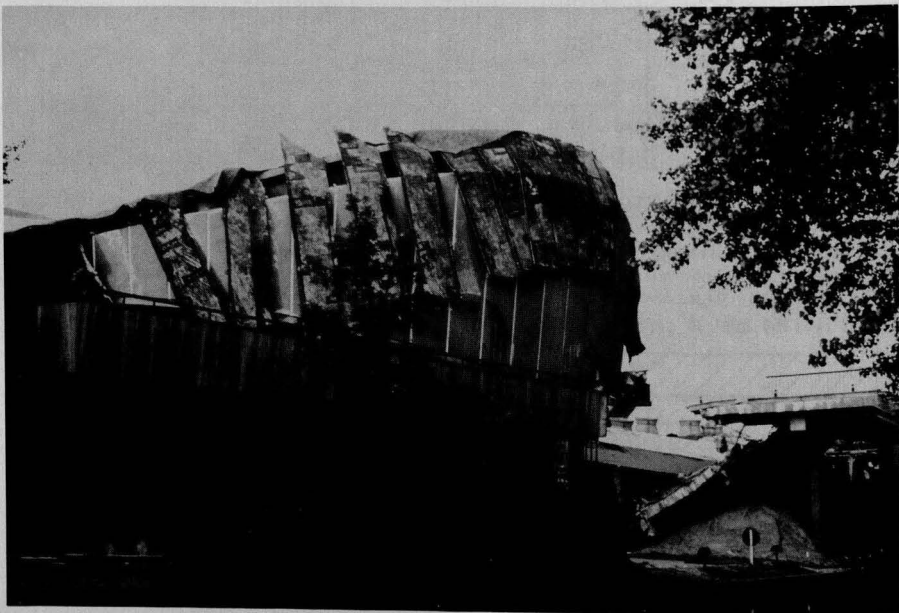


Bild 5 a:
Ansicht der Einsturzstelle von Südosten

dachkonstruktion freigesetzt worden war, wurde die Fuge am Ringbalken mit Beton geschlossen. Nach dem Erhärten des Fugenbetons wurden die Spannglieder bis zur zulässigen Spannkraft nachgespannt und die Hüllrohre anschließend mit Injektionsmörtel ausgepreßt.

Weitere Einzelheiten zum Bauwerk, zum Bauvorgang und zum statischen Konzept sind aus der Literatur [2], [3], [5] zu entnehmen.

2. Teileinsturz

Am 21. Mai 1980 gegen 11 Uhr stürzte das südliche Außendach ein. Die Dachplatten VII bis XIV (vgl. Bild 2) rissen am Ringbalken ab und stürzten zusammen mit dem Randbogen ab. Alle übrigen Dachplatten des abgestürzten Bogenbereiches rissen am Randbogen ab und blieben mit ihren Spanngliedern am Ringbalken – lotrecht abgeklappt – hängen (Bild 5).

Der Einsturz erfolgte – nach Augenzeugenberichten – innerhalb einer Zeitspanne von 20–30 Sekunden, begleitet von rasch hintereinander auftretenden schlagartigen Geräuschen.

3. Befund nach Augenschein und Probennahme

Der Befund nach Augenschein ergab:

Die den südlichen Randbogen im Gleichgewicht haltenden Spannglieder zeigten unterschiedliche Brüche: Sämtliche Spanndrähte von 8 Spanngliedern der *östlichen* Dachhälfte waren am Außenrand des Ringbalkens unter Korrosionseinwirkung offensichtlich schon vor längerer Zeit – zum Teil schon vor Jahren – spröde (verformungslos) gebrochen; ein weiteres Spannglied zeigte am Übergang zum Randbogen einen Sprödbbruch; nur an einigen, wenig korrodierten Spanngliedern waren im *östlichen* Dachbereich Verformungsbrüche erkennbar – Brüche, die unter erhöhter Beanspruchung im Zusammenhang mit dem Absturz des Randbogens entstanden sein mußten. Die Spannglieder der *westlichen* Vordachhälfte zeigten demgegenüber durchaus Verformungsbrüche im Bereich der Schnittkante zwischen Randbogen und Stahlbeton-Dachplatte (Bild 6).

Wie bereits einleitend erläutert, wurde mit der ersten Teilvorspannung der Randbogen ausgerüstet und freigesetzt; hierauf wurde der freigebliebene Bereich der Ausklinkung mit Beton verfüllt („Fugenbeton“) und nach dessen Erhärtung die endgültige Vorspannkraft aufgebracht, die in Fugenbeton und Dachplatten Druckspannungen erzeugte. Beobachtungen an Betonproben aus dem Bereich der Ausklinkung zeigten jedoch, daß diese Druckspannungen – u. a. durch Kriechen und Schwinden – praktisch zu Null abgebaut sein mußten; die Spannkkräfte änderten sich entsprechend, doch ohne Einfluß auf die Standsicherheit des Druckbogens zu nehmen. Bei den Dachplatten des äußeren Vordaches handelt es sich im übrigen nicht um eine Spannbetonkonstruktion im Sinne von DIN 4227, wenngleich die Spannglieder das wesentliche Tragelement bilden. Es liegt vielmehr eine hängedachartige Konstruktion vor.



*Bild 5b:
Ansicht der Einsturzstelle von Südwesten*

Die Spannglieder der westlichen Dachhälfte zeigten am Übergangsbereich Dachplatte–Ringbalken keine signifikanten Korrosionsschäden. Dies erklärt auch, daß diese Glieder das scharfe Abbiegen um 90° beim „Herunterklappen“ der Dachplatten überstanden. Sie schienen im Bereich der Ausklinkung des Ringbalkens allseits vom Fugenbeton umhüllt gewesen zu sein; ähnliches trifft auch für einige Dachplatten des östlichen Endbereiches des abgestürzten Vordaches zu.

Die Lage der korrosionsgeschädigten Spannglieder der östlichen Dachhälfte in der Ausklinkung unmittelbar auf dem Bitumenpapier beruht auf einem Ausführungsmangel, der im Zusammenhang mit der Spanngliederführung zu sehen ist: Die Spannglieder des Vordaches wurden an der Innenseite des Ringbalkens im unteren Bereich gespannt und verankert; die korrosionsgeschädigten 8 Spannglieder wurden – vermutlich unplanmäßig – schon im Übergangsbereich Dachplatte–Ringbalken nach unten gebogen (Bild 7) und konnten daher nicht allseitig vom Fugenbeton umhüllt werden.

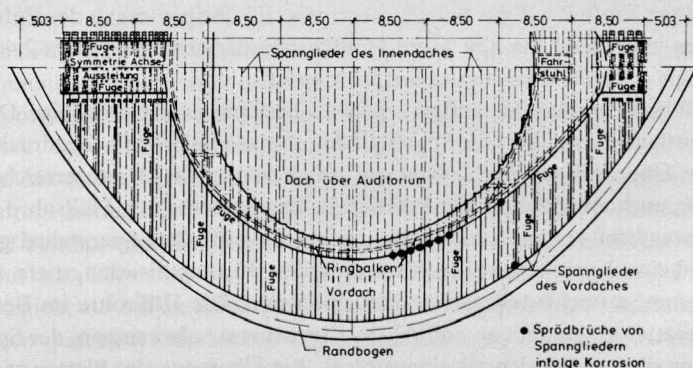


Bild 6:

Dachgrundriß mit Angabe der Spanngliedsprödbüche infolge Korrosion

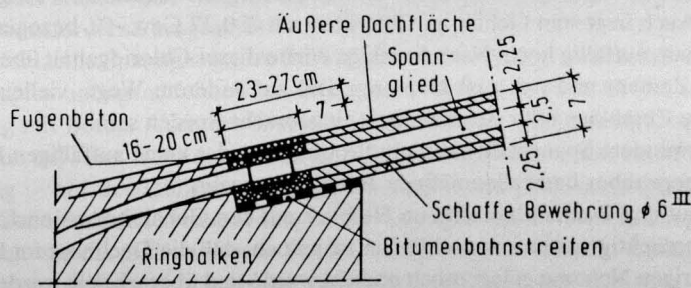


Bild 7:

Übergang Dachplatte–Ringbalken mit Ausklinkung, Bitumenbahn und Spanngliedlage [5], [7]

Eine sofortige Inspektion der Unterseite des *nördlichen* Außendach-Bereiches zeigte, daß drei der Plattenstreifen sich teils am Anschluß zum Ringbalken, teils im Feldbereich verdreht bzw. auffällig durchgebogen hatten. Da diese Beobachtungen auf Brüche einzelner Spannglieder des nördlichen Vordaches hinzuweisen schienen, wurde eine vorsorgliche Abstützung des nördlichen Vordaches dringend empfohlen und auch ausgeführt. Hierdurch war später die Möglichkeit einer genaueren Inspektion des nördlichen Vordaches unter Öffnung der Dachfläche nächst Randbogen und Ringbalken gegeben, die tatsächlich ähnliche, korrosionsbedingte Spannstahlbrüche zu Tage förderte wie am südlichen Vordach.

4. Zusammenfassende Bewertung und Schlußfolgerung

4.1 Baustoffe

Der Randbogen wurde hinsichtlich der Güteeigenschaften von Beton und Betonstahl nicht näher untersucht. Nach Sachlage haben die Baustoffeigenschaften dieses Bauteils keinen Einfluß auf das Schadensereignis. Im übrigen ergab der Befund nach Augenschein, daß dieses Bauteil – ein Hohlkastenquerschnitt mit etwa $2,4 \times 1,85$ m Abmessungen – einwandfrei ausgeführt worden ist.

Die Stahlbetonplatten des äußeren Daches besitzen eine planmäßige Dicke von 7 cm. Sie enthalten zwei bis vier Spannglieder, deren Hüllrohr flachgedrückt wurde, so daß eine Überdeckung nach oben und unten von etwa 23 mm erreicht und im wesentlichen auch eingehalten wurde (Bild 3). Die untersuchten Hüllrohre erwiesen sich als einwandfrei verpreßt; es wurde nur ein unverpreßtes Spannglied gefunden, das jedoch keine Korrosionsschäden aufwies. Die Karbonatisierungstiefe schwankt um 2 bis 3 mm, erreicht stellenweise jedoch 25 mm. Die Hüllrohre im Bereich der Stahlbetonplatten zeigten keine auffälligen Korrosionserscheinungen, der Spannstahl erwies sich in diesem Bereich als einwandfrei. Am Übergang der Platten zum Randbogen war vermutlich eine Arbeitsfuge angeordnet worden; dort wurde an der Schlaffbewehrung wie auch an den Hüllrohren vereinzelt verstärkter Oberflächenrost festgestellt.

Der Fugenbeton zeigt erhebliche Güteunterschiede hinsichtlich Festigkeit und Porosität. Auch liegt sein Gehalt an Chloriden mit $\leq 0,37$ Gew.-%, bezogen auf den Zementgehalt, auffällig hoch. Nach Sachlage dürfte dieser Chloridgehalt überwiegend durch den Zement und nur zum kleineren Teil auf anderem Wege, vielleicht durch ungeeignete Zuschläge oder Zusatzmittel, eingebracht worden sein.

Der verwendete Spannstahl stellt ein Produkt dar, das keine auffälligen Empfindlichkeiten gegenüber baustellenmäßiger Behandlung zeigt.

Dachhaut und Dachaufbau sind im Hinblick auf den Gehalt korrosionsfördernder Stoffe unverdächtig; nicht auszuschließen ist jedoch, daß die Dachhaut im Laufe der rund 23jährigen Nutzung gelegentlich undicht wurde und überarbeitet werden mußte, was möglicherweise zu mehrfachen Durchnässungen des Betons im Fugenbereich und am Übergang Dachplatte–Randbogen Anlaß gab.

4.2 Korrosionsfördernde Einwirkungen

Es wurde insbesondere im Fugenbereich ein erhöhter Chloridgehalt festgestellt, der – wie schon erwähnt – aus dem zum Zeitpunkt der Bauausführung zur Verfügung stehenden Normenzement stammen dürfte. Die hier verwendeten calciumarmen Hüttenzemente verhalten sich gegenüber einer CO_2 -Aufnahme (Karbonatisierung) insofern ungünstig, als nur ein geringes Potential an alkalischem Calciumhydroxid zur Verfügung steht, das durch Umsetzung mit den Hydraulefaktoren des Schlacken-zusatzes zu einem weiteren Teil aufgezehrt wird. Unter der Voraussetzung gleicher Porosität ist daher bei Betonen aus einem „Hüttenzement“ der hier verwendeten Art gegenüber Portlandzement eine beschleunigte Karbonatisierung zu erwarten.

Die stellenweise sehr porenreiche Struktur des Fugenbetons sowie die Tatsache, daß einzelne Spannglieder im Bereich der Ringbalken-Ausklüftung nicht ordnungsgemäß von Beton umhüllt waren, haben örtlich zu starker Karbonatisierung und Verlust des Korrosionsschutzes geführt. Dies hat wesentlich das Entstehen wasserstoff-induzierter Spannstahl-Sprödbrüche (Spannungsrißkorrosion) begünstigt.

Der Einpreßmörtel in den Hüllrohren erwies sich weitgehend als alkalisch und fast ohne Anzeichen einer Karbonatisierung. An einzelnen Proben wurde jedoch ein erhöhter Chloridgehalt festgestellt. Da diese Proben aus dem unmittelbaren Fugenbereich stammen, ist nicht auszuschließen, daß diese Chloride im Zuge von Feuchtigkeitstransportvorgängen in den Einpreßmörtel eingebracht worden sind.

Über die Verwendung chloridhaltiger Betonzusatzmittel liegen keine Informationen vor. Mit Sicherheit ist die Verwendung von Tonerdeschmelzzement sowohl für die hier infrage stehenden Betone wie auch für den Einpreßmörtel auszuschließen.

Der auf den Spannstählen vorgefundene Schutzanstrich aus Zinkstaub bzw. Zinkoxid hat mit dem Einpreßmörtel reagiert unter Bildung von Wasserstoff. Diese Reaktionen sind nicht nur auf die Erhärtungsperiode des Einpreßmörtels begrenzt, sondern können auch später bei Durchfeuchtung erneut auftreten. Eine Rückwirkung auf den Spannstahl im Hinblick auf die Gefahr einer Spannungsrißkorrosion ist nicht auszuschließen, aber nicht signifikant.

Die Anordnung eines Bitumenpapiers als Schicht zwischen der Ausklüftung des Ringbalkens und der Stahlbetonplatte bzw. dem Fugenbeton hat sich im Zusammenhang mit einer stellenweise vorgefundenen unplanmäßigen Spanngliedlage offensichtlich korrosionsfördernd ausgewirkt:

Soweit einzelne Spannglieder im Bereich der Ausklüftung unmittelbar auf diesem Bitumenpapier auflagen, fehlte dort eine gegen Korrosion hinreichend schützende Umhüllung mit Beton. Auch der Einpreßmörtel umhüllte die Spanndrähte in diesem Bereich nur teilweise, weil diese dicht gelagert – wegen der nach unten weisenden Krümmung – auf der Hüllrohr-Unterseite auflagen. Das Bitumenpapier wirkte im Zusammenhang mit den systembedingten Bewegungen und Winkeldrehungen in diesem Bereich wie ein Riß, in dessen Fläche ein Spannglied verläuft. Bitumenpapiere der hier angetroffenen Art erhalten vermutlich im Zuge der Alterung außerdem feuchtigkeitsspeichernde Eigenschaften. Hier ist auch auf die Möglichkeit verstärkter Feuchtigkeitsszufuhr im Zusammenhang mit der vor der Kongreßhalle befindlichen

Fontäne zu verweisen. Auch diese Umstände haben zu den vorerwähnten Spannstahlbrüchen durch Spannungsrißkorrosion wesentlich beigetragen.

4.3 Systemabhängige Einwirkungen

Durch die Belastung der Spannglieder mit den Dachplatten, vor allem aber durch Bewegungen des Randbogens aus Kriechen und Schwinden des Betons, Temperaturänderungen, Wind, Schnee etc. ergeben sich Biegebeanspruchungen der Spanndrähte im Bereich der Übergänge Dachplatte/Ringbalken bzw. Dachplatte/Randbogen. Der Randbogen dehnt sich in seiner Ebene, z. B. infolge von Temperaturänderungen aus, was aus geometrischen Gründen zu Hebungen bzw. Senkungen seines Scheitels und damit zu Winkeldrehungen in den Übergängen der Dachplatten zum Ringbalken und Bogen führt. Da der hierdurch entstehende Biegeradius der Spanndrähte vermutlich vergleichsweise klein sein dürfte, ist hieraus mit Zusatz-Randspannungen in der Größenordnung von 100 N/mm^2 allein aus Temperaturerhöhungen des Randbogens von etwa 10°C zu rechnen [5], [6]. Die z. T. wiederholt auftretenden Spannungserhöhungen im Spanndraht könnten bei Zusammentreffen *aller* Einwirkungen der oben angedeuteten Art in einzelnen Drähten wiederholt zu Randspannungen bis in die Größenordnung der Fließgrenze geführt haben, wodurch die Gefahr der Spannungsrißkorrosion naturgemäß erheblich gesteigert und der Eintritt von Drahtbrüchen beschleunigt wurde.

4.4 Schlußfolgerungen

Unter Würdigung der nachgewiesenen wasserstoffinduzierten Sprödbrüche einzelner Spanndrähte und unter Hinzunahme der Feststellungen über die Beschaffenheit der Spannglieder sowie der betontechnologischen und konstruktiven Gegebenheiten im Bereich des Übergangs von den Dachplatten zum Ringbalken ist davon auszugehen, daß als Einsturzursache ein allmählich eingetretener Sprödbruch mehrerer Spannglieder der östlichen Hälfte des südlichen Vordaches anzusehen ist. Es ist von Spannungsrißkorrosion bei 9 Spanngliedern im Zusammenhang mit Feuchtezutritten und Karbonatisierung im Fugenbereich bei gleichzeitiger mechanischer Überbeanspruchung und Rißbildung in den Stahlbetonplatten-Endbereichen auszugehen. Aufgrund der hier gefundenen Chloridgehalte im Fugenbeton und den Reaktionsvorgängen zwischen Einpreßmörtel und Schutzanstrich der Spannglieder sind zusätzliche korrosionsfördernde Einwirkungen denkbar.

Das Versagen des Vordaches wurde dadurch eingeleitet, daß in 9 Spanngliedern der östlichen Hälfte – die bis auf zwei unmittelbar nebeneinander angeordnet waren – jeweils sämtliche Drähte durch Spannungsrißkorrosion allmählich im Laufe der Jahre brachen. Die hierdurch eintretende Schwächung des tragenden Spannstahl-Gesamtquerschnitts verursachte vor allem in den benachbarten, nicht geschädigten Spanndrähten überhöhte Spannungen, die im Zusammenwirken mit den beschriebenen systembedingten Spannungserhöhungen zu einem reißverschlußartigen Versagen

weiterer Spannglieder und anschließend zu einem Einsturz des südlichen Randbogens führten, da das Bauwerk in diesem Bereich keine Möglichkeit der Lastumlagerung hatte.

Von wesentlicher Bedeutung ist hier der Umstand, daß sieben der im Laufe der Jahre allmählich durch Spannungsrißkorrosion gebrochenen 9 Spannglieder nebeneinander lagen. Wären diese Drahtbrüche bzw. Spanngliedbrüche annähernd gleichmäßig verteilt innerhalb der 82 Spannglieder der südlichen Vordachseite aufgetreten, hätte sich nur ein vergleichsweise geringer Tragfähigkeitsabfall von etwa 10% ergeben, der vermutlich unbemerkt und ohne weitere Folgen geblieben wäre. Eigene überschlägige Nachrechnungen haben jedoch ergeben, daß der Bruch von 4–6 nebeneinander liegenden Spanngliedern – je nach Biege- und Torsionssteifigkeitsannahmen für den als „elastisch gebettet“ betrachteten Randbogen – die Stahlspannungen in den beiden dann anschließenden, noch tragenden Gliedern etwa verdoppelt. Damit aber wäre der mit etwa 2,0 anzusetzende Sicherheitsbeiwert aufgezehrt, so daß auch ein einwandfreies Spannglied bei Hinzutreten ungünstiger zusätzlicher Einwirkungen versagen muß. Rasch hintereinander eintretende Gewaltbrüche der nächstfolgenden Glieder nach Art einer Kettenreaktion sind die Folge, die durch die schwache Betonstahlbewehrung der Dachplatten nicht verhindert werden können.

5. Ergänzende Hinweise

In Deutschland lagen zur Zeit der Errichtung der Kongreßhalle noch keine breiteren Erfahrungen mit Entwurf, Berechnung, Bemessung und konstruktiver Gestaltung von hängedachartigen Dächern vor. Die in den vorerwähnten Übergangsbereichen auftretenden Zusatzspannungen im Spannstahl aus „Gelenkrotation“ bei Hängedächern waren zwar bekannt, ihre Bedeutung für die Standsicherheit wurde jedoch damals unterschätzt. Eine den Beanspruchungen entsprechende Gestaltung des Übergangsbereiches zwischen Dachfläche und Randbogen bzw. Ringbalken zur Abminderung dieser Zusatzspannungen und Vermeidung breiter Risse in den Dachplatten wurde als nicht nötig angesehen.

Diese euphorische Überschätzung der Beanspruchbarkeit eines Massivbauwerkes ist vergleichbar mit der damals auch vielfach vertretenen Auffassung, man könne die Fahrbahnplatte von Spannbetonbrücken ohne Isolierung und Belag befahren und mit Tausalz behandeln. Erhebliche Schäden waren die Folge.

Zur fehlerhaften Lage einiger Spannglieder – auf eine Länge von nur etwa 20 cm (!) – ist zu bemerken, daß die Abweichung in der Höhenlage dieser Glieder der Dicke eines Schalbrettes entspricht; dieser Fehler ist unter Berücksichtigung der insbesondere im Bauzustand exponierten Lage des betreffenden Ringbalkenabschnittes zu bewerten.

Die Wahrscheinlichkeit einer rechtzeitigen Entdeckung der drohenden Einsturzgefahr im Zuge einer Überprüfung des Bauwerks ist im vorliegenden Falle nach m. E. sehr gering: die nach bisheriger Erkenntnis nur an wenigen Spanngliedern aufgetretenen schwerwiegenden Korrosionsschäden umfassen nur eine Spanngliedlänge

von 20–40 cm und sind nur „von oben“ nach Entfernung der Dachhaut und des Fugenbetons einzusehen. Untersuchungen dieser Art müssen also aus naheliegenden Gründen auf solche Zeiten beschränkt werden, wo die Dachhaut erneuert wird. Wenngleich der Übergangsbereich Dachplatte–Ringbalken sicherlich als Problemzone erkannt und daher einzelne Spannglieder u. a. auch dort stichprobenartig überprüft worden wären, ist die Entdeckung eines der geschädigten Glieder auf diesem Wege rein zahlenmäßig bei 164 Spanngliedern allein in den beiden Vordächern sehr unwahrscheinlich.

Es ist auch fraglich, ob bei den Vordächern möglicherweise schon früher aufgetretene Verdrehungen bzw. verstärkte Durchbiegungen einzelner Dachplatten als warnende Anzeichen versteckter Spanngliedbrüche rechtzeitig erkannt und gezielt näher untersucht worden wären.

In diesem Zusammenhang ist auf folgenden Umstand hinzuweisen: Angesichts der im Laufe von Jahren aufgetretenen Sprödbüche an sieben nebeneinanderliegenden Spanngliedern ist anzunehmen, daß in einer oder mehreren Dachplatten jeweils beide tragende Spannglieder brachen, ohne daß dies zu einem Absturz dieser Dachplatte geführt hat. Eine Untersuchung des Tragverhaltens einer einzelnen Stahlbetondachplatte mit einer Breite von 2,125 m nach dem Bruch der beiden Spannglieder und Wegfall der vom Gesamtsystem bedingten Zusatzbeanspruchung zeigt, daß sich ein Gleichgewichtszustand einstellen konnte, bei welchem die in Plattenlängsrichtung verlaufende Betonstahlbewehrung als Zugglied wirkend bis zur Fließgrenze ausgenutzt wird. Unter diesen Bedingungen ergeben sich Durchbiegungen in Stützweitenmitte der Platte unter Eigengewicht von ≤ 6 cm. Bei dieser überschlägigen Nachrechnung blieben einige Reserven außer Ansatz. Dies dürfte zu einer weiteren Verminderung der vorstehend angegebenen Plattendurchbiegung beigetragen haben, so daß diese kaum auffällig werden konnte. Damit ist auch erklärt, warum im Laufe der Jahre – nach Eintritt der Korrosions-Brüche an sieben nebeneinanderliegenden Spanngliedern – auch keine der davon betroffenen Dachplatten abstürzte und sich hierdurch die drohende Gefahr offenbarte.

Die Staatsanwaltschaft hat nach sorgfältigem Studium der vorgelegten Gutachten im übrigen das Verfahren eingestellt.

Die eingangs erwähnten Untersuchungen der Bundesanstalt für Materialprüfung [7] erstreckten sich nicht nur auf die Feststellung der Einsturzursachen, sondern befassen sich eingehend mit Fragen der Verantwortlichkeit und der Möglichkeit bzw. Wahrscheinlichkeit einer rechtzeitigen Früherkennung eines gefahrdrohenden Zustandes. Des weiteren hatte die Bundesanstalt Gelegenheit, eingehend den Erhaltungszustand des nördlichen Vordaches – das vorsichtshalber unmittelbar nach dem Schadensfall abgestützt worden war – sowie stichprobenartig den Erhaltungszustand des Hängedaches über dem eigentlichen Auditorium zu untersuchen.

Zur Frage der möglichen Früherkennung eines gefahrdrohenden Zustandes weist die Bundesanstalt darauf hin, daß schon vor dem Einsturz Versetzungen der Plattenränder an den Fugen der Stahlbetonplatten der Vordächer erkennbar gewesen sein müßten, die auf Schäden im Bereich der Auflagerung dieser Stahlbetonplatten auf

dem Ringbalken hindeuteten. Allerdings räumt auch die Bundesanstalt ein, daß nur ein mit den Besonderheiten dieses Bauwerks genau vertrauter Fachmann diese Ver-setzungen (Verkantungen) als Hinweis auf einen gefährdenden Zustand hätte erkennen können.

Die Untersuchung des Hängedaches über dem Auditorium ergab, daß die als tragende Zugglieder verwendeten Spannglieder sich zwar weitgehend in einwand-freiem Zustand befinden, daß aber im Bereich der Verankerungen dieser Spann-glieder im Ringbalken punktuelle Korrosionserscheinungen vorgefunden wurden, die Zweifel an der Dauerhaftigkeit bzw. Standsicherheit dieser Hängedachkonstruktion wecken. Die Untersuchungen scheinen noch nicht abgeschlossen zu sein, doch müßten sie naturgemäß bei Überlegungen hinsichtlich einer Wiederinstandsetzung und er-neuten Nutzung der Kongreßhalle sorgfältig weiterverfolgt werden.

Literaturverzeichnis

- [1] KOEPKE, W.: Prüfbericht vom 12.09.1958 (unveröffentlicht).
- [2] FLECKNER, S.: Das Tragwerk des Daches der Kongreßhalle Berlin. Beton- und Stahl-betonbau 52/1957, Heft 9, S. 233–236.
- [3] FLECKNER, S.: Kongreßhalle Berlin. Die Bauwelt 49/1958, Heft 1, S. 7–12.
- [4] SCHLAICH, J.: Zum Tragverhalten von Hypar-Schalen mit nicht unterstützten Rand-trägern. Beton- und Stahlbetonbau 3/1970.
- [5] SCHLAICH, J. mit KORDINA, K. und ENGELL, H.-J.: Teileinsturz der Kongreßhalle Berlin – Schadensursachen; zusammenfassendes Gutachten. Beton- und Stahlbetonbau 12/1980, S. 281–294.
- [6] BUCHHARDT, F. et al.: Berechnungen zum Traglastvermögen der Berliner Kongreßhalle. Bautechnik 4/1982.
- [7] PLANCK, A. et al.: Ursachen des Teileinsturzes der Kongreßhalle in Berlin-Tiergarten. Forschungsbericht 80 der Bundesanst. f. Materialprüfung Dez. 1981.